

УДК 624.21

В.П.КОЖУШКО, канд. техн. наук

*Харьковский национальный автомобильно-дорожный университет***РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ НА ПРОСАДОЧНЫХ ГРУНТАХ**

Приводится методика оценки напряженно-деформированного состояния фундаментов на просадочных грунтах с учетом переменного коэффициента жесткости основания.

При замачивании просадочных грунтов под фундаменты в процессе эксплуатации сооружения происходит перераспределение давлений на грунт, что приводит к значительному изменению напряженно-деформированного состояния системы «фундамент – грунт».

Поскольку замачивание грунтов носит случайный характер и практически невозможно учесть все факторы, влияющие на работу сооружения, то различными авторами предложены разные условные схемы (эпюры) изменения коэффициента жесткости по длине фундамента (рис.1). На рис.1 приведены схемы изменения коэффициента жесткости грунта основания при замачивании грунта у торца сооружения. Нормами СН 339-65 предлагалась линейная схема изменения коэффициента жесткости (рис.1, а): в зоне замачивания длиной  $\ell_0 = \beta \ell$  коэффициент изменяется по треугольному закону, на остальном участке фундамента коэффициент жесткости принимался постоянным. Длина зоны замачивания зависит от наличия или отсутствия уплотненной грунтовой подушки под фундаментом.

Для грунтов II группы просадочности В.И. Крутов [3] предложил иной линейный закон изменения коэффициента жесткости (рис.1, д).

Лучше описывают работу сооружения нелинейные эпюры изменения коэффициента жесткости (рис.1, б, в, е) и комбинированные эпюры (рис.1, г). И.А.Розенфельд, Д.Л.Рохлин и А.Б.Зуб [3] на участке  $\beta \ell$  рекомендуют описывать кривую изменения  $k(x)$  кубической параболой, на остальном участке – квадратной параболой (см. рис.1, в) [3]. Эта же схема рекомендуется и нормами [1]. Отмечается, что данная схема отличается сложностью и вызывает трудности при интегрировании дифференциального уравнения изгиба фундамента, поэтому для просадочных грунтов I-й группы В.И.Крутов предложил комбинированную схему (см. рис.1, г), где на участке  $\ell_1$  коэффициент жесткости меняется по косинусоидальному закону, а на остальном участке фундамента принимается постоянным.

Еще более приемлемые схемы, которые с достаточной точностью описывают нелинейность изменения  $k(x)$  и более удобны при матема-

тических преобразованиях, приведены на рис.1, в, е. Это эпюра, предложенная Д.Н.Соболевым (см. рис.1, в), описываемая кубической параболой, и эпюра, рекомендуемая С.А.Ханалиевым (см. рис.1, е), описывается квадратной параболой [3].

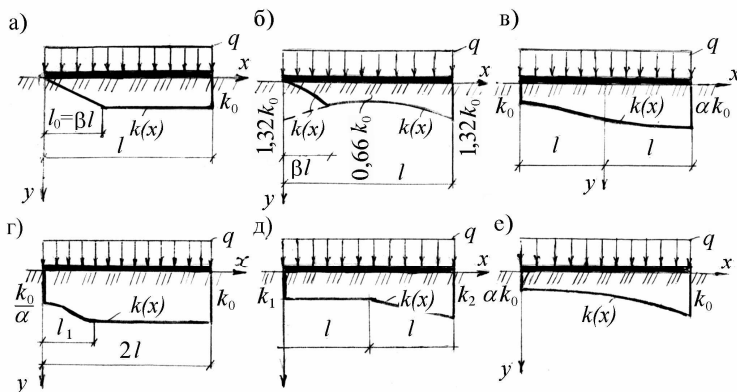


Рис.1 – Эпюры изменения коэффициента жесткости основания при замачивании грунта у левого края фундамента

Основные эпюры изменения коэффициента жесткости при случайном замачивании под серединой сооружения приведены на рис.2. В большинстве случаев предусматриваются симметричные эпюры. Каждое из этих предложений имеет определенные недостатки и преимущества. В схеме, предложенной П.П.Шагиным (рис.2, а), произвольно назначается показатель изменчивости коэффициента жесткости  $\alpha$ , что не может обеспечить точность вычислений [3]. Схемы, предложенные Б.А.Косицыным (рис.2, б), В.И.Лишаком и А.В.Вронским (рис.2, г) или В.И.Крутовым (рис.2, д), учитывают нелинейность изменения жесткости только на среднем участке и вызывают определенные трудности при решении интегро-дифференциальных уравнений контактной задачи [3].

И.А.Розенфельд, Д.Л.Рохлин, А.Б.Зуб предложили такую же схему изменения коэффициента жесткости как и при замачивании грунта у торца сооружения (см. рис.1, б), но с началом координат в среднем сечении фундамента (рис.2, в). Она очень сложна в математическом плане при реализации задачи о совместной работе фундамента с грунтом.

Проще с математической точки зрения схема С.А.Ханалиева (рис.2, е).

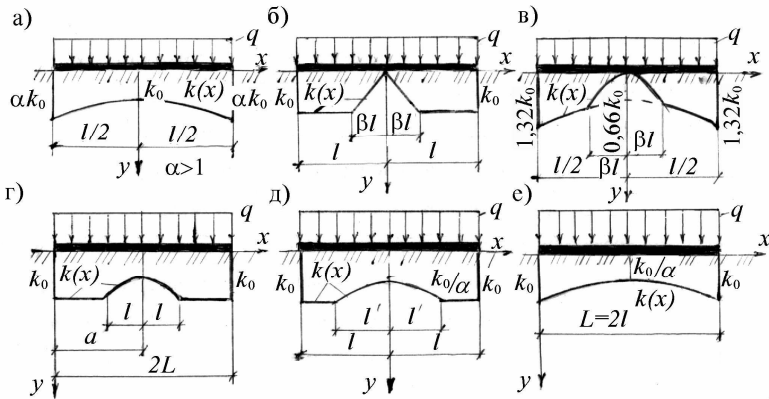


Рис.2 – Эпюры изменения коэффициента жесткости основания при замачивании грунта под серединой сооружения

Наконец, при расчете фундаментов на просадочных грунтах должны рассматриваться и схемы, учитывающие замачивание грунтов с обоих торцов сооружения (рис.3). Удобна для расчетов схема коэффициента жесткости, предложенная Б.А.Косицыным (рис.3, а). Широко применяется также схема Б.А.Косицына и Д.Н.Соболева (рис.3, б).

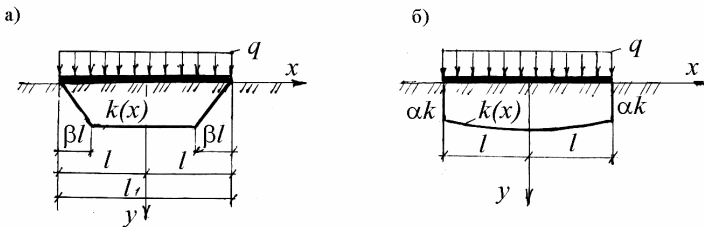


Рис. 3 – Эпюры изменения коэффициента жесткости основания при замачивании грунта с обоих сторон сооружения

Таким образом, невозможно применить единую для всех случаев замачивания схему изменения коэффициента жесткости. Чем сложнее схема изменения коэффициента жесткости, тем сложнее решение контактной задачи в математическом плане. В современных условиях для решения интегро-дифференциальных уравнений, описывающих работу системы «фундамент – основание», применяют методы конечных элементов, конечных разностей [2], разделения искомого решения в бесконечные степенные ряды, вариационные методы Лагранжа-Ритца и

Бубнова-Галеркина, численные методы интегрирования дифференциальных уравнений Адама, Штермера, Рунге Кутта. Особенно решение задачи усложняется при учете переменности жесткости фундамента по его длине, при учете жесткости грунтов основания и при загрузении фундамента кусочной распределенной нагрузкой, сосредоточенными силами или моментами. А.А.Мустафаев [3] для упрощения решения задачи предлагает применить быстросходящиеся степенные ряды и функциональные прерывания Н.М.Герсегованова.

Нами предлагаются многие из этих задач решать (причем для любых схем изменения коэффициента жесткости) путем применения метода Б.Н.Жемочкина [4], разработанного им для расчета балок и плит на линейно-деформируемой полуплоскости и на линейно-деформируемого полупространстве.

Автором предлагается упругое защемление вводить на левом конце балки (полосы). Разбивку балки производим на  $n$  равных или неравных участков в зависимости от условий работы фундамента [5]. Для практических целей достаточна разбивка балки на 10-12 участков при сложных функциях изменения коэффициента жесткости и на 7-9 участков для более простых функций изменения коэффициента жесткости  $k(x)$ . В пределах каждого участка разбивки жесткость балки будем считать постоянной, коэффициент жесткости – усредненным. Тогда как при решении линейной, так и при учете нелинейности работы материала фундамента или нелинейного деформирования грунта при любой внешней нагрузке, система уравнений будет иметь один и тот же вид [5].

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{11}Y_1 + \delta_{12}Y_2 + ... + \delta_{1n}Y_n + a_1\Phi_0 + y_0 = \Delta_{1p}; \\ ..... \\ \delta_{n1}Y_1 + \delta_{n2}Y_2 + ... + \delta_{nn}Y_n + a_n\Phi_0 + y_0 = \Delta_{np}; \\ \Sigma Y_i = \Sigma P_i + \Sigma q_i c_i; \\ a_1Y_1 + a_2Y_2 + ... + a_nY_n = \Sigma P_i d_i + \Sigma q_i c_i \cdot f_i + \Sigma M_i, \end{array} \right. \quad (1)$$

где  $\delta_{ki}$  – единичные перемещения, учитывающие прогиб фундаментной балки (полосы) и осадку грунта;  $\Phi_0$  и  $y_0$  – соответственно угол поворота и осадки левого конца балки;  $\Delta_{kp}$  – свободные члены (перемещения балки в  $k$ -й точке от внешних нагрузок);  $a_i$  – расстояния от фиктивной заделки (левого конца балки) до соответствующего стержня (точки приложения соответствующего реактивного усилия  $Y_i$ );  $\Sigma P_i$  –

сумма внешних сосредоточенных сил;  $\sum q_i c_i$  – сумма внешних кусочных распределенных нагрузок.

Правая часть последнего уравнения системы (1) представляет сумму моментов внешних сил относительно фиктивной заделки.

Единичные перемещения  $\delta_{ki}$  следует определить по следующим формулам:

главные единичные перемещения

$$\delta_{kk} = \frac{c^3}{6EY} W_{kk} + \frac{1}{bck(x)}; \quad (2)$$

остальные единичные перемещения

$$\delta_{ki} = \frac{c^3}{6EY} W_{ki}, \quad (3)$$

где  $EI$  – изгибная жесткость балки; при решении полос в условиях плоской деформации следует вводить цилиндрическую жесткость;

$$w_{ki} = \left( \frac{\alpha_k}{c} \right)^2 \cdot \left( 3 \frac{\alpha_i}{c} - \frac{\alpha_k}{c} \right); \quad (4)$$

где  $c/\ell$  – длина участка разбивки балки длиной  $\ell$ . Для обеспечения определения  $w_{ki}$  составлены таблицы [4, 5];

$b$  – ширина балки;  $k(x)$  – усредненный для данной точки (середины участка разбивки) коэффициент жесткости.

Первый член в формуле (2) и правая часть формулы (3) описывают прогиб балки, второй член формулы (2) – осадку основания.

Методика определения свободных членов от различных внешних нагрузок и пригрузок изложена в [5].

После решения системы уравнений будут получены реактивные усилия  $Y_i$ , начальные угол поворота  $\Phi_0$  и осадка основания  $y_0$ .

Из анализа системы уравнений (1) видно, что два последних уравнения – это уравнения равновесия, каждое из остальных уравнений описывает условия равновесия системы в какой-либо  $k$ -й точке балки, расположенной по середине участка разбивки балки.

Можно упростить определение единичных перемещений  $\delta_{ki}$  и свободных членов  $\Delta_{кр}$ , умножив каждое уравнение на величину  $bc k(x)$ . Тогда увеличенные единичные перемещения примут вид:

$$\delta_{kk} = 1 + \frac{bc^4 k(x)}{6EY} W_{kk}; \quad (5)$$

$$\delta'_{ki} = \frac{bc^4 k(x)}{6EY} W_{ki}; \quad (6)$$

Обозначим через

$$\alpha(x) = \frac{bc^4 k(x)}{6EY}. \quad (7)$$

Величину  $\alpha(x)$  назовем по аналогии с подобной величиной  $\alpha$  в [4, 5] показателем гибкости системы «балка – грунт».

Тогда распределение единичных перемещений сводится к простейшим формулам:

$$\delta'_{kk} = 1 + \alpha(x) W_{kk}; \quad (8)$$

$$\delta'_{ki} = \alpha(x) W_{ki}. \quad (9)$$

Методика определения единичных перемещений при решении задач о ступенчатой фундаментной балке или при решении задачи о работе балки постоянного сечения с учетом нелинейности ее материала приведена в работе [6]. При решении нелинейных задач систему уравнений (1) следует решать несколько раз (обычно в 3-м приближении получаются приемлемые для практики решения).

При учете горизонтальных смещений грунта следует ввести горизонтальные стержни между балкой и грунтом и добавить в систему [1] соответствующее количество уравнений.

Рассмотрим реализацию задачи на примере, приведенном в работе [3], где изменение коэффициента жесткости  $k(x)$  по длине балки принято по треугольному закону (рис.4). Исходные данные следующие: основание фундамента сложено из однородной толщи лессового грунта первого типа по просадочности; ширина фундамента  $b=1$  м; толщина балки  $h = 0,20$  м, длина фундамента  $\ell = 6$  м, коэффициент жесткости грунтов основания в естественном состоянии  $k_0=10^4$  кН/м<sup>4</sup>, внешняя нагрузка – распределенная нагрузка интенсивностью  $q=15$  кН/м. Разобьем балку на 7 равных участков  $c = \ell / 7 = 6 / 7 = 0,85714$  м. Модуль упругости материала балки  $E = 14 \cdot 10^6$  кПа.

Тогда  $k = bk_0 = 1 \cdot 10^4$  кН/м<sup>3</sup>;  $I = 1 \cdot 0,2^3 / 12 = 66,667 \cdot 10^{-5}$  м<sup>4</sup>;  $EI = 14 \cdot 10^6 \cdot 66,667 \cdot 10^{-5} = 9333$  кН · м<sup>2</sup>; наибольшее значение показателя гибкости системы «балка – грунт» (7)

$$\alpha_{\max} = \frac{1 \cdot 0,85714^4 \cdot 10^4}{6 \cdot 9333} = 0,09639.$$

Результаты расчетов приведены на рис.3. Сплошными линиями показаны эпюры, полученные по А.А.Мустафаеву [3], пунктирными

линиями – по предлагаемому методу. Значения реактивных давлений, изгибающих моментов и поперечных сил, полученных по предлагаемому методу, приведены в скобках.

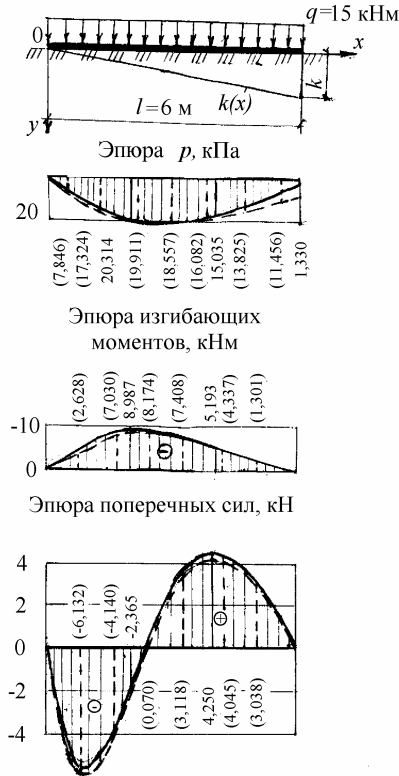


Рис.4 – Эпюры реактивных давлений, изгибающих моментов и поперечных сил

Анализ формы кривых и цифровых значений показал, что уже при разбивке балки на 7 участков получены результаты, практически совпадающие с данными расчета по А.А.Мустафаеву [3].

Неплохие результаты получены при разбивке балки на 7 участков и при ином характере изменения коэффициента жесткости (рис.5). Некоторые отличия в эпюрах реактивных давлений в переходной точке связаны с недостаточным количеством разбивки балки на участки.

Исходные данные для расчета: длина балки  $\ell = 28,4 \text{ м}$ , изгибная жесткость фундамента  $EI = 3 \cdot 10^7 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$ , интенсивность распределенной нагрузки  $q = 715 \text{ кН/м}$ , средний коэффициент жесткости

$k_0=4 \cdot 10^4$  кН/м<sup>4</sup>, ширина балки  $b=1$  м, ожидаемая полная осадка  $S=0,5$  м, длина участка замачивания  $\beta l=8,5 \cdot 0,5=4,25$  м.

На рис.5 сплошными линиями показаны результаты расчета по А.А.Мустафаеву [3], пунктирными линиями – по предлагаемому методу. Числовые значения, рассчитанные по предлагаемому методу, приведены в скобках.

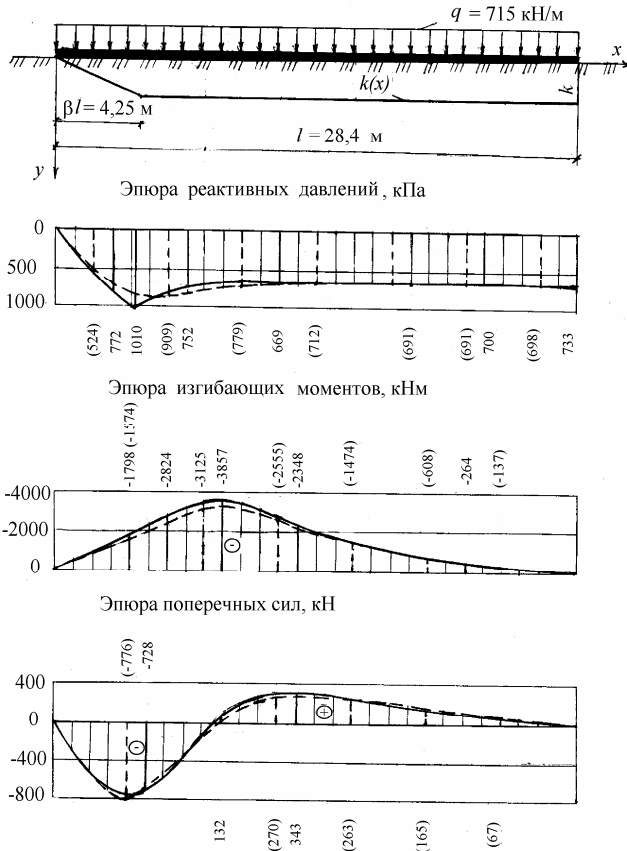


Рис.5 – Эпюры реактивных давлений, изгибающих моментов и поперечных сил

Анализ эпюр реактивных давлений, изгибающих моментов и поперечных сил показал, что предлагаемый метод дает хорошую сходимость и с результатами расчета, полученными Б.А.Косицыным и Д.Н.Соболевым вариационным методом Лагранжа-Ритца [3].



Таким образом, предлагаемый метод расчета позволяет сравнительно просто и с достаточной для практических целей точностью решать линейные и нелинейные задачи расчета балок на присадочных грунтах.

1.ДБН В.1.1-5-200. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах. Ч.ІІ. Будинки і споруди на просідаючих грунтах. – К.: Держкомітет буд-ва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 87 с.

2.Клепиков С.Н., Трегуб А.С., Матвеев И.В. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. – К.: Будівельник, 1987. – 200 с.

3.Мустафаев А.А. Фундаменты на просадочных и набухающих грунтах: Уч. пособие для студентов строит. спец. вузов. – М.: Высш. шк., 1989. – 590 с.

4.Жемочкин Б.Н., Синицын А.П. Практические методы расчета фундаментальных балок и плит на упругом основании. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Госстройиздат, 1962. – 239 с.

5.Кожушко В.П. Расчет инженерных конструкций на линейно-деформируемом слое конечной толщины: Уч. пособие. – К.: УМК ВО, 1990. – 108 с.

6.Кожушко В.П. Определение перемещений ступенчатых балок на упруго-оседающих опорах // Науковий вісник будівництва. – 2002. – Вип.17. – С. 46-150.

Получено 25.02.2004

УДК 624.012.46

М.Ю.ИЗБАШ, канд. техн. наук, В.В.АСАНОВ

*Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры*

## **КОНСТРУКЦИИ ЛОКАЛЬНО ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И ИХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ**

Излагаются принципы конструирования предлагаемых локально предварительно напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов. Приводятся результаты проведенных экспериментальных исследований, подтверждающие эффективность разработанных конструктивных решений.

Сталежелезобетонные перекрытия прочно вошли в практику возведения зданий различного назначения и этажности. В последние годы их стали широко использовать при реконструкции, когда работы выполняются вручную внутри помещения. В данном случае сборно-монолитные перекрытия со сборными элементами «ручного веса», в роли которых выступают стальные балки, являются наиболее рациональными. Однако при пролетах увеличенной длины ручной монтаж стальных балок становится затруднительным ввиду их сравнительно большой собственной массы. Острота проблемы обусловлена тем, что в реконструируемых зданиях дореволюционной и довоенной постройки часто встречаются деревянные перекрытия пролетами 7-9 м, кото-